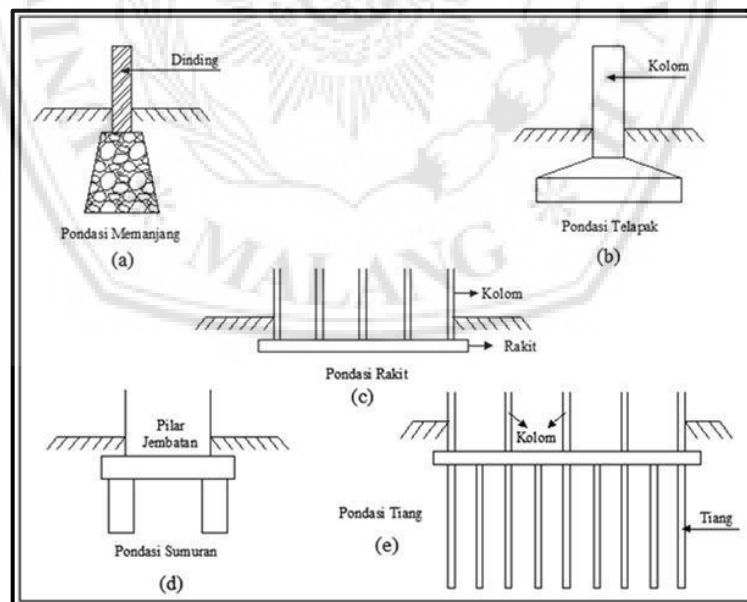


## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Umum

Pondasi adalah bagian dari struktur bawah yang berfungsi meneruskan beban dari struktur atas dan beratnya pondasi itu sendiri ke dalam tanah atau batuan yang terletak di bawah pondasi (Bowles, 1997). Menurut Hardiyatmo (2014) pondasi dapat dibagi menjadi 2 jenis, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal merupakan pondasi yang mendukung beban dari struktur atas secara langsung, seperti: pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. Pondasi dalam didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban dari struktur atas ke tanah keras atau batuan yang terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang. Untuk mengetahui bentuk dari macam-macam pondasi dapat dilihat pada Gambar 2.1.



**Gambar 2.1** Macam-macam pondasi  
Sumber : Hardiyatmo (2014)

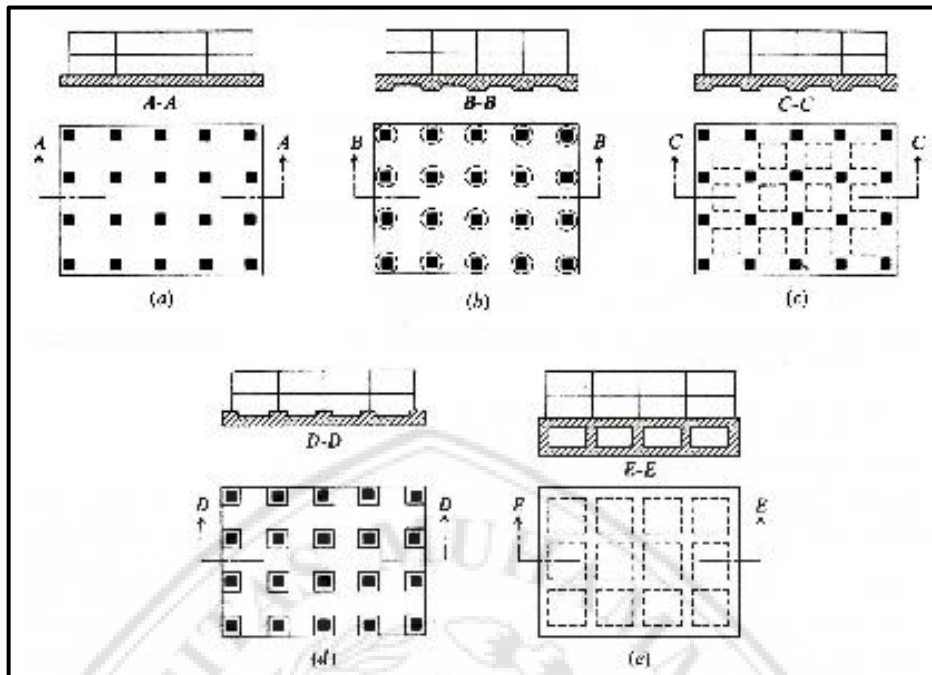
- a) Pondasi Memanjang (*continuous footing*) adalah pondasi yang digunakan untuk dinding menerus atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom

yang memiliki jarak sangat dekat, sehingga apabila menggunakan pondasi telapak sisi-sisi dari pondasi akan berimpit antara satu sama lain.

- b) Pondasi Telapak (*spread footing*) merupakan sebuah pondasi yang berdiri sendiri dalam menahan beban struktur atas yang disalurkan melalui kolom.
- c) Pondasi Rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah pondasi yang cocok digunakan untuk mendukung bangunan yang di bangun di atas tanah lunak.
- d) Pondasi Sumuran atau kaison (*pier foundation/caisson*) merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan apabila tanah dasar yang sanggup menahan beban dari struktur terletak pada kedalaman yang relatif dalam.
- e) Pondasi tiang (*pile foundation*), pondasi tiang pancang digunakan apabila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung beban dari struktur atas, sedangkan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam. (Hardiyatmo,2014).

## 2.2 Pondasi Rakit

Pondasi rakit adalah pelat beton yang digunakan untuk mengantarai permukaan (*interface*) dari satu atau lebih kolom di dalam beberapa garis atau jalur dengan tanah dasar. Pondasi rakit boleh digunakan di mana tanah dasar mempunyai daya dukung yang rendah atau beban yang begitu besar, sehingga lebih dari 50 persen atau seluruh luas gedung ditutupi oleh pondasi telapak sebar konvensional. Pondasi rakit dapat ditopang oleh tiang pancang, di dalam situasi air tanah yang tinggi (untuk mengontrol gaya apung) atau di mana tanah dasar mudah terpengaruh oleh penurunan yang besar. Pada Gambar 2.2 pondasi rakit terbagi dalam beberapa jenis yang biasa atau sering digunakan. (Bowles, 1997)



**Gambar 2.2** Jenis-jenis Pondasi Rakit  
*Sumber : Bowles (1997)*

- a. Pelat rata
- b. Pelat yang ditebalkan di bawah kolom
- c. Balok dan pelat
- d. Pelat dengan kaki tiang
- e. Dinding ruangan bawah tanah sebagai bagian pondasi telapak.

Perancangan pondasi rakit biasanya terdiri dari sebuah pelat beton rata dengan ketebal antara 0,75 m sampai 2 m, dan dengan alas serta dengan penulangan dua arah atas dan bawah yang menerus (Bowles, 1997).

### 2.3 Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur dikelompokkan menjadi dua bagian yaitu beban vertikal dan beban horizontal. Beban vertikal yaitu berupa beban mati dan beban hidup, sedangkan beban horizontal yaitu berupa beban angin dan beban gempa. Beban horizontal pada struktur direncanakan hanya menerima beban gempa, karena beban gempa lebih dominan bekerja pada perencanaan struktur beton bertulang daripada beban angin. Pembebanan ini akan menghasilkan reaksi-

reaksi yang akan bekerja pada dasar bangunan yang nantinya reaksi tersebut akan digunakan untuk melakukan perencanaan pondasi rakit.

### 2.3.1 Beban Mati atau *Dead Load* (DL)

Menurut SNI 1727 (2013:15) tentang “Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain”, Beban mati merupakan semua berat sendiri gedung dan segala unsur tambahan yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung tersebut. Pada Tabel 2.1 dapat dilihat komponen atau bahan konstruksi yang termasuk beban mati adalah sebagai berikut.

**Tabel 2.1** Berat Sendiri Bahan Bangunan dan Komponen Gedung

Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat jenis
Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>
Batu alam	2600 kg/m <sup>3</sup>
Besi tulang	7250 kg/m <sup>3</sup>
Beton	2200 kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
Kayu	1000 kg/m <sup>3</sup>
Pasangan bata merah (setengah bata)	250 kg/m <sup>3</sup>
Penggantung langit-langit	7 kg/m <sup>3</sup>
Plafond	11 kg/m <sup>3</sup>
Instalasi Plumbing dan ME	25 kg/m <sup>3</sup>
Pasir (kering udara sampai lembab)	1600 kg/m <sup>3</sup>
Penutup lantai dari ubin semen portland, teraso dan beton	24 kg/m <sup>2</sup>

Sumber : Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG) 1987

### 2.3.2 Beban Hidup atau *Live Load* (LL)

Menurut SNI 1727:2013 tentang “Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain”, Beban hidup merupakan semua beban yang terjadi akibat pengguna atau penghuni suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah.

Semua beban hidup yang mungkin bekerja pada proses konstruksi perlu dipertimbangkan untuk memperoleh hasil perhitungan yang akurat. Beban yang perlu diketahui beratnya harus berdasarkan aturan yang terdapat pada SNI 1727:2013, Beban Hidup yang perlu dipertimbangkan beratnya dapat dilihat pada Tabel 2.2 sebagai berikut.

**Tabel 2.2** Beban Hidup terdistribusi merata minimum Lo dan Beban hidup Terpusat Minimum

Hunian Atau Penggunaan	Merata Psf (KN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (KN)
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2 000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2 000 (8,9)
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Lobi	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Panggung pertemuan	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Lantai podium	150 (7,18) <sup>a</sup>	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m <sup>2</sup> )	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama		
Lantai lain	100 (4,79) sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1 000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1 000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1 000 (4,45)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2 000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2 000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2 000 (8,90)
Atap		
Atap datar, berbung, dan lengkung	20 (0,96) <sup>n</sup>	
Atap digunakan untuk taman atap	100 (4,79)	
Atap yang digunakan untuk tujuan lain	Sama seperti hunian dilayani <sup>a</sup>	1
Atap yang digunakan untuk hunian lainnya		
Awning dan kanopi		
Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan	5 (0,24) tidak boleh direduksi	
rangka tumpu layar penutup	5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka	200 (0,89)
	20 (0,96)	

**Tabel 2.2 Lanjutan**

Hunian Atau Penggunaan	Merata Psf (KN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (KN)
Semua konstruksi lainnya		2 000 (8,9)
Komponen struktur atap utama, yang terhubung Langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap		
Atau setiap titik sepanjang komponen struktur Utama yang mendukung atap diatas pabrik		300 (1,33)
Gudang, dan perbaikan garasi		
Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja Pemeliharaan		300 (1,33)

Sumber : SNI 1727 (2013:25)

### 2.3.4 Beban Gempa atau *Earthquake* (E)

Beban gempa, yaitu semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu (Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung No. 4 Tahun 1983). Dalam merencanakan sebuah pondasi, Beban gempa perlu diperhitungkan guna memperoleh reaksi-reaksi maksimum yang bekerja pada suatu struktur. Berikut merupakan tahapan-tahapan dalam menganalisa beban gempa yang bekerja.

#### 2.3.4.1 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung yang sesuai dengan Tabel 2.3, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan  $I_e$  pada Tabel 2.4. (SNI 1726-2012:13)

**Tabel 2.3** Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain : <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>✓ Fasilitas sementara</li> <li>✓ Gudang penyimpanan</li> <li>✓ Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua Gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Perumahan</li> <li>✓ Rumah toko dan Rumah Kantor</li> <li>✓ Pasar</li> <li>✓ Gedung Perkantoran</li> <li>✓ Gedung apartemen/ Rumah susun</li> </ul>	II

Tabel 2.3 Lanjutan

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>✓ Bangunan insdustri</li> <li>✓ Fasilitas manufaktur Pabrik</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Bioskop</li> <li>✓ Gedung pertemuan</li> <li>✓ Stadion</li> <li>✓ Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>✓ Fasilitas penitipan anak</li> <li>✓ Penjara</li> <li>✓ Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan gangguan masal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>✓ Fasilitas penangan limbah</li> <li>✓ Fasilitas penanganan air</li> <li>✓ Pusat telekomunikasi</li> </ul>	III
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untu :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Bangunan-bangunan monumental</li> <li>✓ Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>✓ Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah unit gawat darurat.</li> <li>✓ Fasilitas pemadam kebakaran, ambulan, kantor polisi serta garasi kendaraan darurat.</li> <li>✓ Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya.</li> <li>✓ Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>✓ Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur station listrik, tangki air pemadam kebakaran/ struktur rumah atau struktur pendkung air atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan beroperasi saat keadaan darurat.</li> </ul>	IV
<p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lainnya yang termasuk ke dalam kategori sisiko IV</p>	

Sumber : SNI 1727 (2012:14)

**Tabel 2.4** Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 1727 (2012:15)

### 2.3.4.2 Klasifikasi Situs

Klasifikasi suatu situs digunakan untuk memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasi terlebih dahulu. Profil tanah di suatu situs harus diklasifikasi sesuai dengan Tabel 2.5 sebagai berikut. (SNI 1727-2012:17)

**Tabel 2.5** Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
<b>SA (batuan keras)</b>	> 1500	N/A	N/A
<b>SB (batuan)</b>	750 sampai 1500	N/A	N/A
<b>SC (tanah keras sangat padat dan batuan lunak)</b>	350 sampai 750	> 50	$\geq 100$
<b>SD (tanah sedang)</b>	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
<b>SE (tanah lunak)</b>	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser nitralsir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
<b>SF (Tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs)</b>	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: 1. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempeng sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. 2. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 3. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Sumber : SNI 1727 (2012:17)

Pada tabel klasifikasi situs diatas berlaku untuk profil tanah kedalaman 30 m dari permukaan tanah. Profil tanah yang mengandung beberapa jenis lapisan tanah, harus dibagi menjadi lapisan-lapisan yang diberi nomor 1 hingga  $n$ . Lapisan tanah 1 hingga  $n$  dapat berupa tanah kohesif dan tanah non kohesif, sedangkan  $k$



adalah jumlah lapisan tanah kohesif dan  $m$  adalah jumlah lapisan tanah non kohesif. Lapisan diantara 1 sampai  $n$  adalah  $i$ .

Menurut SNI 1726 (2012:20) untuk mencari nilai  $\bar{N}$  dan  $\overline{Nch}$  dapat menggunakan Persamaan 2.1. Persamaan 2.1 berlaku untuk tanah kohesif, tanah non kohesif dan lapisan batuan.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (2.1)$$

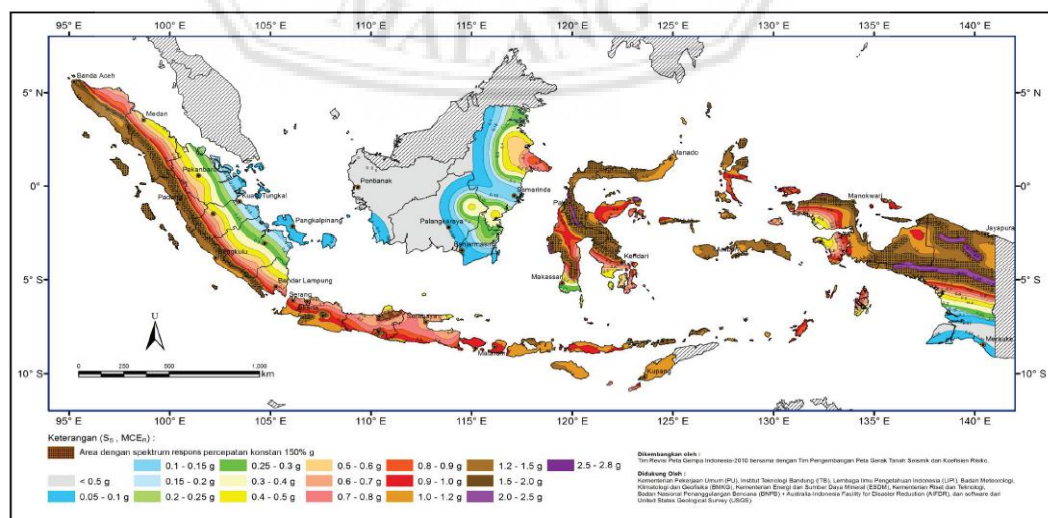
Dimana:

$d_i$  = Ketebalan setiap lapisan antara kedalaman 0 hingga 30 meter

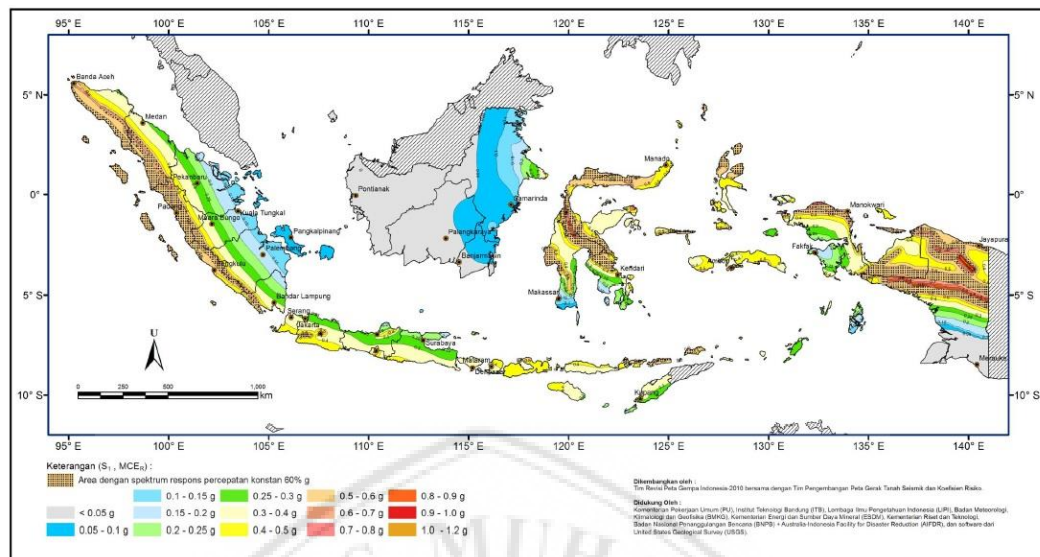
$N_i$  = Tahanan penetrasi standar 60% energi ( $N_{60}$ )

#### 2.3.4.3 Peta Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER)

Peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien risiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (Maximum Considered Earthquake, MCE) dapat dilihat pada Gambar 2.3 dan Gambar 2.4. Pada Gambar 2.3 dan 2.4 secara berturut-turut menunjukkan parameter-parameter gerak tanah  $S_s$  dan  $S_1$ , kelas situs SB.  $S_s$  yaitu parameter nilai percepatan respons spektral gempa MCER risiko-tertarget pada periode pendek, sedangkan  $S_1$  yaitu parameter nilai percepatan respons spektral gempa MCER risiko-tertarget pada periode 1,0 detik.



**Gambar 2.3**  $S_s$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) kelas situs SB  
Sumber : SNI 1727 (2012:134)



**Gambar 2.4**–S1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) kelas situs SB  
Sumber : SNI 1727 (2012:135)

#### 2.3.4.4 Koefisien-koefisien Situs dan Parameter-parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER)

Menurut SNI 1726 (2012:21) dalam menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, maka diperlukannya suatu amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ), Koefisien ( $F_a$ ) dan ( $F_v$ ) dapat dilihat secara berturut-turut pada Tabel 2.6 dan 2.7. Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dalam perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.3)$$

Dimana:

$S_s$  = Paramter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda pendek

$S_1$  = Paramter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan untuk perioda 1,0 detik

$F_a$  = Koefisien perioda pendek

$F_v$  = Koefisien perioda 1,0 detik

**Tabel 2.6** Koefisien Situs  $F_a$

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCER Terpetakan Pada Perioda Pendek, $T=0,2$ Detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber : SNI 1727 (2012:22)

**Tabel 2.7** Koefisien Situs  $F_v$

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCER Terpetakan Pada Perioda Pendek, $T=0,2$ Detik, $S_1$				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber : SNI 1727 (2012:22)

#### CATATAN :

- Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  atau  $S_1$ , dapat dilakukan interpolasi linier

#### 2.3.4.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek  $S_{DS}$  dan pada perioda 1,0 detik  $S_{D1}$ . Harus ditentukan melalui rumus berikut. (SNI 1726-2012:22)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.5)$$

#### 2.3.4.6 Spektrum Respon Desain

Menurut SNI 1726 (2012:23) Kurva spektrum respon desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar 2.5 dan harus mengikuti ketentuan sebagai berikut.

- Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_o$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$  harus diambil dari persamaan berikut :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.6)$$

- b) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$ , dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum percepatan desain  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$
- c) Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respon percepatan desain  $S_a$  dapat diambil berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.7)$$

Dimana :

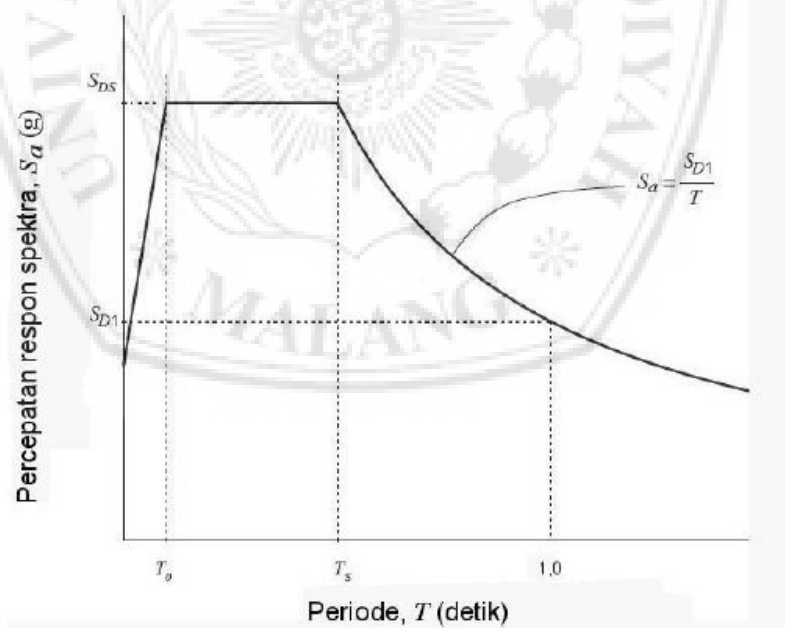
$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

$S_{D1}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

$T$  = Perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.9)$$



**Gambar 2.5** Spektrum respon desain

Sumber : SNI 1727 (2012:23)

#### 2.3.4.7 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726 (2012:24) Masing masing bangunan harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan

parameter respons spektral percepatan desainnya  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ , yang mengacu pada Tabel 2.8 dan Tabel 2.9.

**Tabel 2.8** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1727 (2012:24)

**Tabel 2.9** Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik

Nilai $S_{D1}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : SNI 1727 (2012:25)

### 2.3.4.8 Kombinasi Perangkai Dalam Arah Yang Berbeda

Sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa pada masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Apabila sistem yang berbeda digunakan, maka masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus digunakan pada setiap sistem, batasan sistem tersebut termuat pada Tabel 2.10. (SNI 1726-2012:34)

**Tabel 2.10** Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koef. Modifikasi Respons, $R^a$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0^g$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d^b$	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
A. Sistem Dinding Penumpu								
B. Sistem Rangka Bangunan								
C. Sistem Rangka Pemikul Momen								
1. Rangka Baja Pemikul Momen Khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

Tabel 2.10 Lanjutan

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koef. Modifikasi Respons, $R^a$	Faktor Kuat Lebih Sistem, $\Omega_0^g$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d^b$	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
2. Rangka Batang Baja Pemikul Momen Khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka Baja Pemikul Momen Menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,l</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>l</sup>
4. Rangka Baja Pemikul Momen Biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>l</sup>
5. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka Baja dan Beton Komposit Terkekang Parsial Pemikul Momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka Baja dan Beton Komposit Pemikul Momen Biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka Baja Canai Dingin Pemikul Momen Khusus dengan Pembautan	3½	3°	3½	10	10	10	10	10

Sumber : SNI 1727 (2012:36)

#### 2.3.4.9 Periode Fundamental Pendekatan

Menurut SNI 1726 (2012:55) dalam melakukan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur  $T$ , dapat dilakukan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan  $T_a$ . dapat menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (2.10)$$

$$T_{max} = C_u \cdot T_a \quad (2.11)$$

Dimana :

$T_a$  = Periode fundamental pendekatan (Detik)

$h_n$  = Ketinggian struktur (m), dari dasar hingga tingkat tertinggi.

$C_t$  dan  $x$  = Ditentukan pada Tabel 2.12

$T_{max}$  = Periode fundamental maximum (Detik)

Periode fundamental struktur (  $T$  ) tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung, nilai ( $C_u$ ) dapat dilihat pada Tabel 2.11. (SNI 1726-2012:55)

**Tabel 2.11** Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 Detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 1727 (2012:56)

**Tabel 2.12** Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

Tipe Struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Sumber : SNI 1727 (2012:56)

#### 2.3.4.10 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik ( $V$ ), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan yang berada pada SNI 1726 (2012:54) yaitu sebagai berikut.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.12)$$

Dimana :

$C_s$  = Koefisien respons seismik yang ditentukan

$W$  = Berat seismik efektif

### 2.3.4.11 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Menurut SNI 1726 (2012:54), koefisien respons seismik ( $C_s$ ), Harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.13)$$

Dimana :

$S_{DS}$  = Parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

$R$  = Faktor modifikasi respons

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

Nilai  $C_s$  yang dihitung dengan menggunakan persamaan diatas tidak perlu melebihi hasil dari persamaan berikut.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.14)$$

Niali  $C_s$  yang dihitung dengan menggunakan persamaan diatas, nilainya harus tidak kurang dari hasil persamaan sebagai berikut.

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.15)$$

### 2.3.4.12 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726 (2012:57), gaya gempa lateral ( $F_x$ ) yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (2.16)$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i^k} \quad (2.17)$$

Dimana :

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (KN)

$W_i$  dan  $W_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  = Tinggi dari dasar hingga tingkat  $i$  atau  $x$  (m)

$k$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.



- Untuk struktur yang mempunyai perioda 0,5 dt, maka  $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda 2,5 dt, maka  $k = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda 0,5 dan 2,5 dt, maka  $k$  harus sebesar 2 atau bisa ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

### 2.3.2 Beban Kombinasi Berfaktor

Pada perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung digunakan kombinasi yang dapat dilihat pada Tabel 2.13. Menurut SNI 1726 (2012:15) komponen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kekuatan rencananya sama atau melebihi pengaruh beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi pada Tabel 2.13.

**Tabel 2.13** Kombinasi Beban untuk metode Ultimit

Beban	Metode Ultimit
Beban Mati	1,4D
Beban Hidup	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)
Beban angin	1,2D + 1,6(Lr atau R) + (L atau 0,5W) 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau R) 0,9D + 1,0W
Beban gempa	1,2D + 1,0E + L 0,9D + 1,0E

Sumber : SNI 1726 (2012:15-16)

## 2.4 Analisa Struktur

Hasil perhitungan pembebanan yang meliputi perhitungan beban mati, beban hidup, dan beban gempa dihitung dengan bantuan program ETABS.

## 2.5 Kapasitas Dukung Ijin

Pondasi rakit merupakan pondasi yang lebar. Oleh karena itu, perhitungan kapasitas dukung sama seperti perhitungan kapasitas pondasi telapak. Kapasitas dukung ijin ( $q_a$ ), ditentukan dari kapasitas dukung ultimit dibagi faktor aman dan penurunan yang terjadi harus masih dalam batas toleransi. Dalam perencanaan pondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan-keruntuhan geser dan

penurunan yang berlebihan. Oleh karena itu, perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu: kriteria stabilitas dan kriteria penurunan (Hardiyatmo, 2014).

Menurut Hardiyatmo (2014) ada beberapa Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi, yaitu sebagai berikut:

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung ijin tanah harus dapat terpenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
2. Penurunan pondasi masih harus dalam batas-batas nilai yang sudah di toleransikan. Khususnya penurunan tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Analisa-analisa kapasitas dukung ijin, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat pada tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya dilakukan dengan cara menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Mayerhof (1955). (Hardiyatmo, 2014).

### **2.5.1 Analisa Terzaghi**

Menurut Hardiyatmo (2014), Analisa kapasitas dukung dari terzaghi (1943) didasarkan pada anggapan sebagai berikut:

1. Pondasi berbentuk menerus tak terhingga.
2. Tanah yang berada di bawah dasar pondasi homogen
3. Berat tanah yang berada di atas dasar pondasi digantikan dengan beban terbagi rata sebesar  $P_0 = D_f \gamma$ , denag  $D_f$  adalah kedalaman dasar pondasi dan  $\gamma$  adalah berat volume tanah di atas dasar pondasi.
4. Tahanan geser tanah di atas pondasi diabaikan.

Berdasarkan Hardiyatmo (2014), Terzaghi memberikan pengaruh faktor bentuk terhadap kapasitas dukung ultimit yang didasarkan pada analisa pondasi menerus sebagai berikut:

1. Pondasi bujur sangkar:

$$q_u = 1,3 cN_c + P_o N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (2.18)$$

2. Pondasi lingkaran:

$$q_u = 1,3 cN_c + P_o N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma \quad (2.19)$$

3. Pondasi empat persegi panjang:

$$q_u = cN_c (1+0,3B/L) + P_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma (1-0,2B/L) \quad (2.20)$$

Dimana :

$q_u$  = Daya dukung ultimit (kN/m<sup>2</sup>)

$C$  = Kohesi tanah (KN/m<sup>2</sup>)

$P_o$  =  $D_f \gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (KN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = Berat volume tanah yang dipertimbangkan terhadap kedudukan muka air tanah (KN/m<sup>2</sup>)

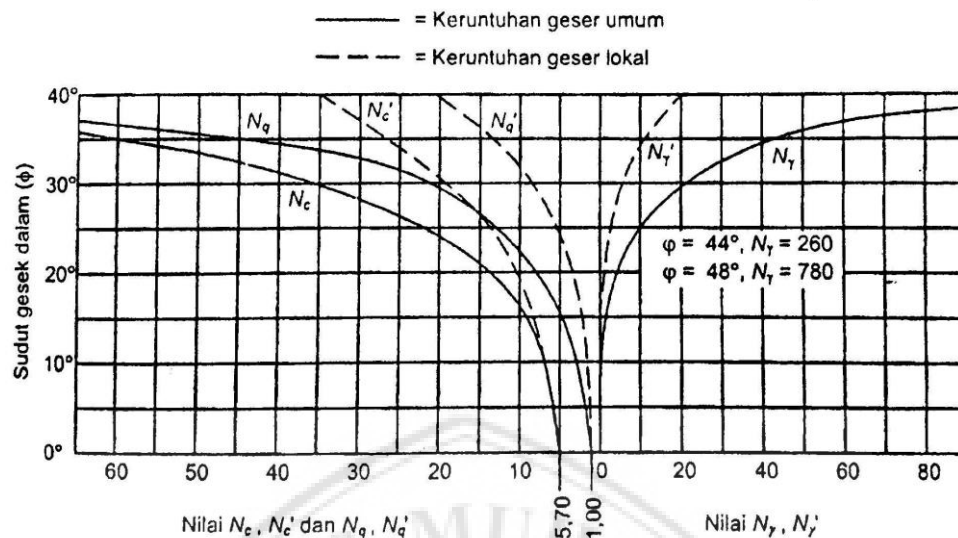
$D_f$  = Kedalaman pondasi (m)

$B$  = Lebar atau diameter pondasi (m)

$L$  = Panjang pondasi (m)

$N_\gamma, N_c, N_q$  = faktor kapasitas dukung yang nilainya didasarkan pada sudut gesek dalam ( $\phi$ ) dari tanah di bawah dasar pondasi (Tabel 2.14) (Gambar 2.6)

Nilai dari  $N_\gamma, N_c, N_q$  yang dapat dilihat dalam Tabel 2.14 dan Gambar 2.6 adalah faktor dari kapasitas dukung tanah yang merupakan fungsi dari sudut geser dalam ( $\phi$ ) tanah dari *Terzaghi (1943)*. (Hardiyatmo,2014)



**Gambar 2.6** Hubungan  $\phi$  dan  $N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  (Terzaghi)  
 Sumber : Hardiyatmo, 2014

**Tabel 2.14** Faktor Kapasitas daya dukung Terzaghi (1943)

$\phi$	Keruntuhan geser umum			Keruntuhan geser lokal		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7

Sumber : Hardiyatmo, 2014

### 2.5.2 Analisa Mayerhof

Berdasarkan Hardiyatmo (2014), Mayerhof (1963) mengusulkan persamaan kapasitas dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah diatas pondasi, sebagai berikut:

$$q_u = S_{cd}c_i c_\gamma N_c + S_{qd}q_i q_\gamma P_o N_q + S_{\gamma d}i_\gamma 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (2.21)$$

Dimana:

$q_u$  = Daya dukung ultimit ( $\text{kN/m}^2$ )

$N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  = Faktor kapasitas dukung untuk pondasi memanjang (Tabel 2.15)

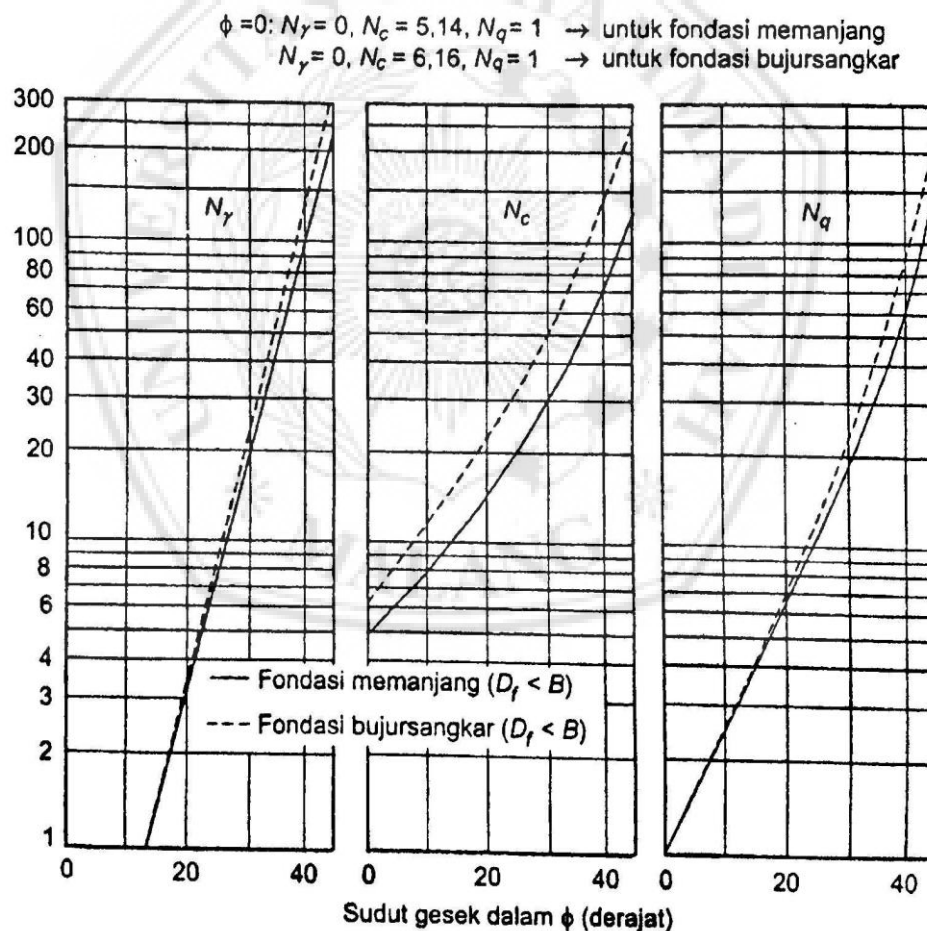
$S_c$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$  = Faktor bentuk pondasi (Tabel 2.16)

$d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  = Faktor kedalaman pondasi (Tabel 2.17)

$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  = Faktor kemiringan beban (Tabel 2.18)

- $B$  = Lebar pondasi efektif  
 $p_o$  =  $D_f \gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (KN/m<sup>2</sup>)  
 $D_f$  = Kedalaman pondasi (m)  
 $\gamma$  = Berat volume tanah (KN/m<sup>3</sup>)

Nilai dari  $N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  dapat dilihat pada Tabel 2.15 atau gambar 2.7 yang menunjukkan nilai-nilai faktor kapasitas dukung tanah untuk pondasi menerus menurut Mayerhof (1963). Faktor bentuk pondasi ( $S_c$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$ ), Faktor kedalaman ( $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ ) dan Faktor kemiringan beban ( $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$ ) secara berturut-turut ditunjukkan pada Tabel 2.16, Tabel 2.17 dan Tabel 2.18. (Hardiyatmo, 2014)



**Gambar 2.7** Hubungan  $\phi$  dan  $N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  (Mayerhof)  
 Sumber : Hardiyatmo, 2014

**Tabel 2.15** Faktor Kapasitas daya dukung Mayerhof (1963)

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0
5	6,49	1,57	0,07
10	8,34	2,47	0,37
15	10,98	3,94	1,13
20	14,83	6,40	2,87
21	15,81	7,07	3,42
25	20,72	10,66	6,77
30	30,14	18,40	15,67
31	32,67	20,63	18,56

Sumber : Hardiyatmo, 2014

**Tabel 2.16** Faktor bentuk pondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor bentuk	Nilai	Keterangan
$S_c$	$1 + 0,2 (B/L) \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang $\varphi$
$S_q = S_\gamma$	$1 + 0,1 (B/L) \operatorname{tg}^2(45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Sumber : Hardiyatmo, 2014

**Tabel 2.17** Faktor Kedalaman pondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor kedalaman	Nilai	Keterangan
$d_c$	$1 + 0,2 (D/B) \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$	Untuk sembarang $\varphi$
$d_q = d_\gamma$	$1 + 0,1 (D/B) \operatorname{tg}(45 + \varphi/2)$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Sumber : Hardiyatmo, 2014

**Tabel 2.18** Faktor-faktor Kemiringan pondasi (Mayerhof, 1963)

Faktor kemiringan beban	Nilai	Keterangan
$i_c = i_q$	$\left[1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right]^2$	Untuk sembarang $\varphi$
$i_\gamma$	$\left[1 - \frac{\delta}{\varphi}\right]^2$	Untuk $\varphi \geq 10^\circ$
	1	Untuk $\varphi = 0$

Sumber : Hardiyatmo, 2014

### 2.5.3 Faktor Aman (F)

Menurut Hardiyatmo (2014), kapasitas dukung aman (*safe bearing capacity*) ( $q_s$ ) didefinisikan sebagai tekanan pondasi total terhadap tanah maksimum yang tidak mengakibatkan risiko keruntuhan kapasitas dukung. Tinjauan kapasitas dukung ultimit neto, didefinisikan sebagai berikut:

$$F = \frac{qun}{qn} = \frac{qu - Df\gamma}{q - Df\gamma} \quad (2.21)$$

$$q_s = \frac{q_{un}}{F} \quad (2.22)$$

Dimana :

$q_{un}$  = kapasitas dukung ultimit neto

$F$  = Faktor aman (2 – 3)

$D_f$  = Kedalaman pondasi (m)

$\gamma$  = Berat volume tanah (KN/m<sup>3</sup>)

Kapasitas dukung ultimit neto (*net ultimate bearing capacity*) yaitu nilai intensitas beban pondasi pada saat tanah akan mengalami keruntuhan geser, dapat dinyatakan pada Persamaan 2.23, yaitu sebagai berikut. (Hardiyatmo, 2014)

$$q_{un} = q_u - D_f \gamma \quad (2.23)$$

## 2.6 Tekanan Sentuh Pada Dasar Pondasi

Menurut Hardiyatmo (2014), Apabila resultan beban berimpit dengan pusat berat luasan pondasi, dengan begitu tekanan pada dasar pondasi dianggap disebarkan ke seluruh luasan pondasi. Pada kondisi ini tekanan pada dasar pondasi dapat dihitung menggunakan Persamaan 2.24, yaitu sebagai berikut.

$$q = \frac{\sum P_u}{A} \quad (2.24)$$

Dimana :

$q$  = Tekanan sentuh pada dasar pondasi

$P$  = Total beban vertikal

$A$  = Luas pondasi

Menurut Hardiyatmo (2014), apabila resultan beban-beban eksentris dan terdapat momen lentur yang harus didukung oleh pondasi, maka momen-momen ( $M$ ) tersebut dapat digantikan dengan beban vertikal ( $P$ ) yang titik tangkap gayanya berada pada jarak  $e$  dari pusat berat pondasi, dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$e = \frac{M}{P} \quad (2.25)$$

Penyebaran tekanan pada pondasi rakit yang berbentuk empat persegi panjang, dihitung menggunakan Persamaan 2.26, yaitu sebagai berikut.

$$q = \frac{\Sigma P}{BL} \left[ 1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right] \quad (2.26)$$

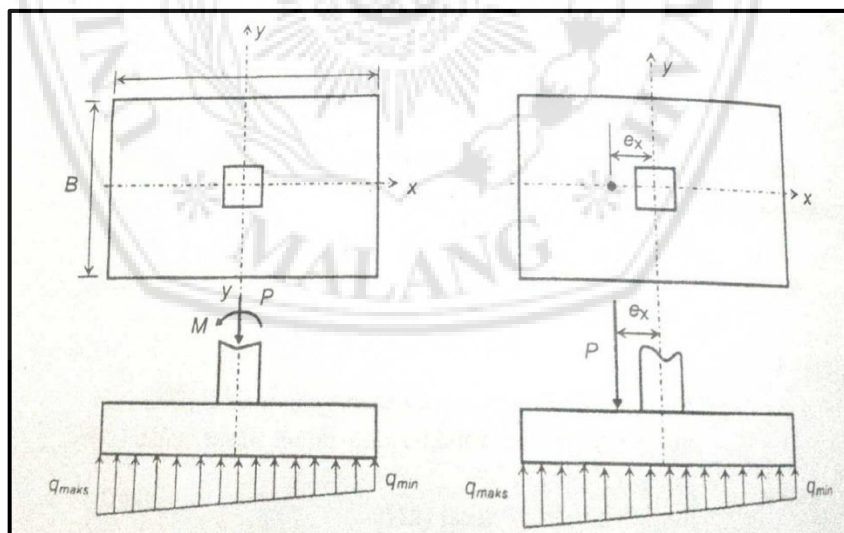
Dimana :

L = Panjang Rakit

B = Lebar Rakit

$e_B, e_L$  = Eksentrisitas resultan beban arah B dan L

Pada Gambar 2.8 terdapat pondasi telapak dibebani dengan momen pengguling sehingga beban momen dapat digantikan dengan beban vertikal yang titik tangkap gayanya pada jarak  $e$  dari pusat berat pondasi.



**Gambar 2.8** Pondasi telapak diberi beban momen

Sumber : Hardiyatmo (2014)

Bila pondasi berada pada tanah pasir dan mengalami pembebanan eksentris maka besar penurunan sangat penting untuk dipertimbangkan. Apabila pondasi sangat miring, maka dapat mengakibatkan eksentrisitas bertambah sehingga dapat



menyebabkan kerusakan pada bangunan. Berikut merupakan kontrol tekanan sentuh terhadap tanah dasar pondasi.(Hardiyatmo, 2014)

Kontrol :

$$q \leq q_a$$

## 2.7 Distribusi Tegangan Di Dalam Tanah

Sebelum tanah menerima beban, tanah sudah mengalami tekanan yang diakibatkan oleh berat tanah itu sendiri (*overburden*). Akibat adanya beban di permukaan tanah dapat menimbulkan tambahan tegangan di dalam tanah yang biasa disebut *stress increment*. Dalam menganalisa tegangan di dalam tanah, dianggap bahwa tanah bersifat homogen, isotropis, elastis dan terdapat hubungan linier antara regangan dan tegangan. (Hardiyatmo 2014)

### 2.7.1 Metode Penyebaran Tegangan 2V:1H

Menurut Hardiyatmo (2014), metode 2V : 1H merupakan metode yang sangat sederhana untuk menghitung penyebaran tegangan akibat pembebanan. Metode ini diusulkan oleh Boussinesq. Cara menggunakan metode ini yaitu dengan membuat garis penyebaran beban 2V:1H (2 vertikal dibanding 1 horizontal), cara ini menganggap beban pondasi didukung oleh piramid yang memiliki kemiringan sisi 2V:1H yang dapat dilihat pada Gambar 2.9. dengan menggunakan pendekatan ini maka lebar dan panjangnya bertambah 1 meter untuk setiap untuk setiap penambahan kedalaman 1 meter. Berikut persamaan yang dapat digunakan untuk menghitung tambahan tegangan di dasar pondasi.

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(L+z)(B+z)} \quad (2.27)$$

Atau

$$\Delta\sigma_z = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} \quad (2.28)$$

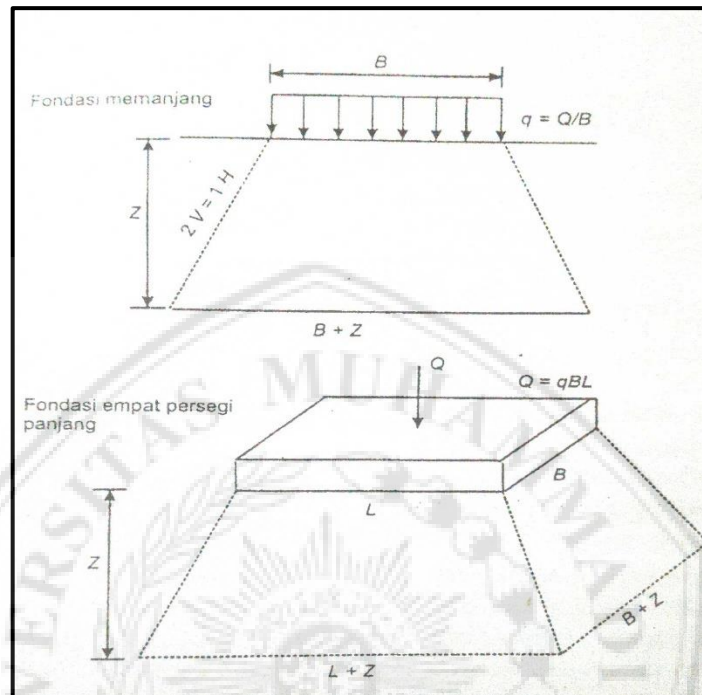
Dimana :

$\Delta\sigma_z$  = Tambahan tegangan dibawah dasar pondasi pada kedalaman z (KN/m<sup>2</sup>)

Q = Total beban vertikal (KN)

q = Beban terbagi rata (KN/m<sup>2</sup>)

- L = Panjang pondasi (m)  
 B = Lebar pondasi (m)  
 z = Kedalaman (m)

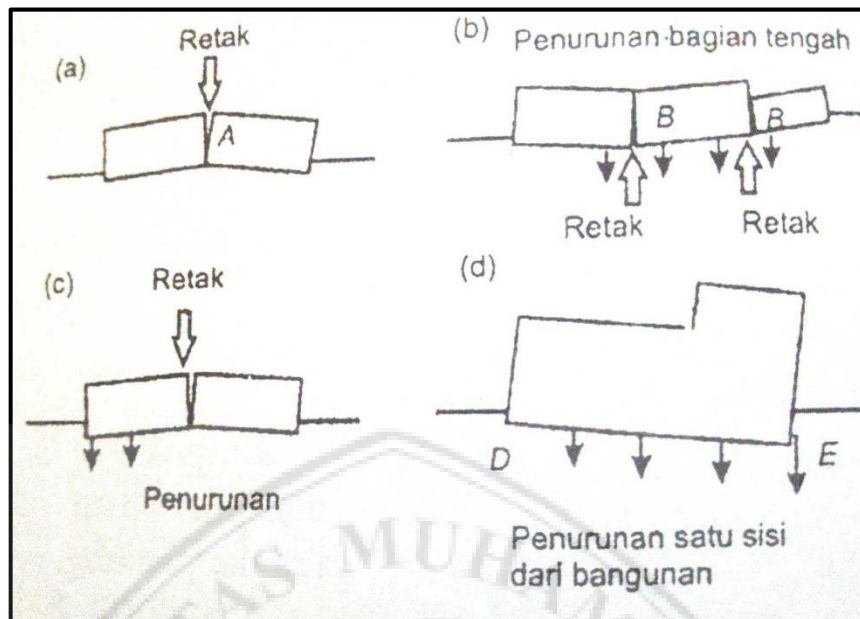


**Gambar 2.9** Penyebaran tegangan 2V : 1H  
 Sumber : Hardiyatmo (2014)

## 2.8 Penurunan (Settlement)

Dalam berbagai bangunan atau gedung, Penurunan pondasi harus diperkirakan sangat hati-hati. Apabila seluruh permukaan tanah di dasar pondasi dan di sekitar bangunan turun secara seragam dan penurunan tidak terjadi secara berlebihan, maka penurunan yang terjadi pada bangunan di atasnya akan tidak nampak dan penurunan yang terjadi tidak menyebabkan kerusakan pada bangunan (Hardiyatmo, 2014).

Namun apabila pondasi mengalami penurunan yang tak seragam, kestabilan bangunan di atasnya akan terganggu dan dapat mengakibatkan kerusakan pada bangunan. Penurunan tak seragam sangat berbahaya terhadap bangunan daripada penurunan total. Pada Gambar 2.10 menggambarkan akibat yang ditimbulkan oleh penurunan tak seragam terhadap bangunan (Hardiyatmo, 2014)



**Gambar 2.10** Contoh kerusakan bangunan akibat penurunan  
 Sumber : Hardiyatmo (2014)

- Tepi bangunan turun lebih besar daripada bagian tengahnya, bangunan diperkirakan akan mengalami retak-retak pada bagian A
- Apabila bagian tengah bangunan turun lebih besar, bagian atas bangunan dalam kondisi tertekan dan bagian bawah tertarik. jika deformasi yang terjadi sangat besar, tegangan tarik yang berkembang di bawah bangunan dapat menyebabkan retak-retak pada bangunan.
- Penurunan pada satu tepi dapat mengakibatkan retak pada bagian C
- Penurunan terjadi secara terus-menerus pada salah satu bagian bangunan, yang dapat mengakibatkan bangunan menjadi miring tanpa menimbulkan keretakan pada bangunan. (Hardiyatmo, 2014)

### 2.8.1 Analisa Penurunan

Penurunan (*settlement*) pondasi yang terletak pada tanah berbutir halus yang jenuh dapat dibagi menjadi 2 komponen, yaitu:

1. Penurunan segera (*immediate settlement*)
2. Penurunan konsolidasi

Penurunan total adalah jumlah dari kedua komponen penurunan tersebut, atau bila dinyatakan dalam persamaan:

$$S = S_i + S_c \quad (2.29)$$

Dimana :

- $S$  = Penurunan total  
 $S_i$  = Penurunan segera  
 $S_c$  = Penurunan konsolidasi

### 2.8.1.1 Penurunan Segera

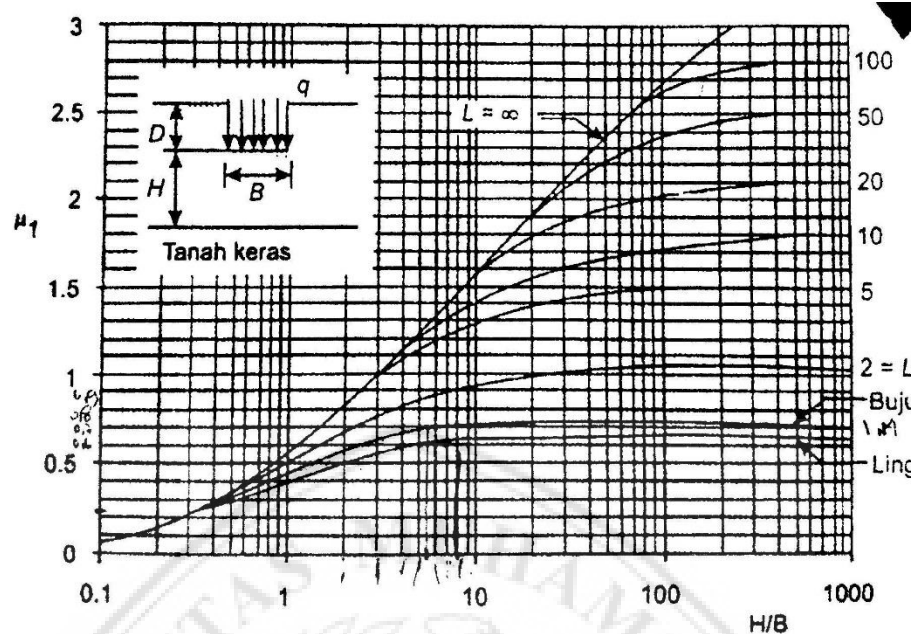
Menurut Hardiyatmo (2014) Penurunan segera adalah penurunan yang disebabkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan, dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus yang tidak jenuh termasuk dalam tipe penurunan segera, karena penurunan terjadi secara langsung setelah terjadi penerapan beban. Berikut merupakan persamaan penurunan segera dari pondasi yang terletak pada permukaan tanah yang homogen, elastis, isotropis, pada tebal terbatas :

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (2.30)$$

Dimana:

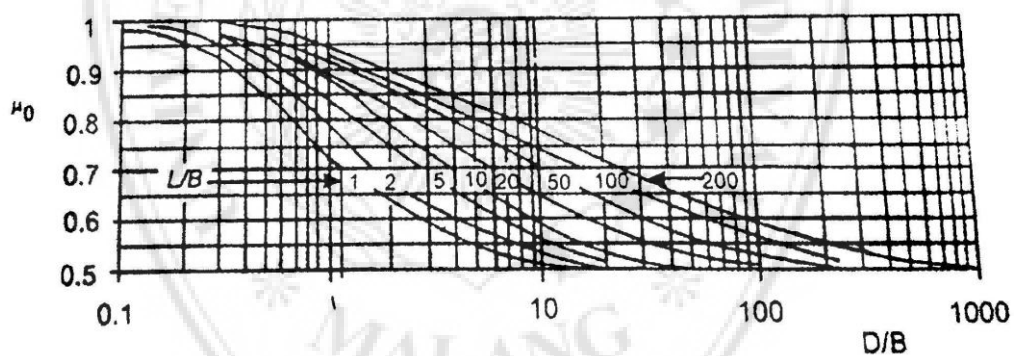
- $S_i$  = Penurunan segera  
 $q$  = Tekanan pada dasar pondasi netto  
 $B$  = Lebar pondasi  
 $\mu_1$  = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas (Gambar 2.11)  
 $\mu_0$  = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi (Gambar 2.12)  
 $E$  = Modulus elastisitas tanah (Tabel 2.19)

Nilai dari faktor koreksi untuk lapisan tanah tebal terbatas ( $\mu_1$ ) dan faktor koreksi untuk kedalaman pondasi ( $\mu_0$ ) yang disusulkan oleh Janbu et al, 1956 dapat dilihat secara berturut - turut pada Gambar 2.11 dan Gambar 2.12. Nilai perkiraan modulus elastisitas yang diusulkan oleh Look, 2007 dapat dilihat pada Tabel 2.19.



**Gambar 2.11** Grafik faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas ( $\mu_1$ )

Sumber : Hardiyatmo (2014)



**Gambar 2.12** Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi ( $\mu_0$ )

Sumber : Hardiyatmo (2014)

**Tabel 2.19** Perkiraan modulus elastis (E) (Look, 2007)

Tipe	Kondisi	Modulus Elastis (E) (kPa)
Kerikil	Longgar	25.000 - 50.000
	Kepadatan sedang	50.000 - 100.000
	Padat	100.000 - 200.000
Pasir butiran sedang sampai kasar	Sangat longgar	< 5.000
	Longgar	3.000 - 10.000
	Kepadatan sedang	8.000 - 30.000
	Padat	25.000 - 50.000
	Sangat padat	40.000 - 100.000
Pasir Halus	Longgar	5.000 - 10.000
	Kepadatan sedang	10.000 - 25.000
	Padat	25.000 - 50.000

**Tabel 2.19** Lanjutan

<b>Tipe</b>	<b>Kondisi</b>	<b>Modulus Elastis (E) (kPa)</b>	
Lanau	Lunak	Jangka Pendek < 10.000	Jangka panjang < 8.000
	Kaku	10.000 – 20.000	8.000 – 15.000
	Keras	> 20.000	> 15.000
Lempung		Jangka Pendek	Jangka panjang
	Sangat lunak	< 3.000	< 2.000
	Lunak	2.000 – 7.000	1.000 – 5.000
	Sedang	5.000 – 12.000	4.000 – 8.000
	Kaku	10.000 – 25.000	7.000 – 20.000
	Sangat kaku	20.000 – 50.000	15.000 – 35.000
	Keras	40.000 – 80.000	30.000 – 60.000

Sumber : Hardiyatmo, 2014

### 2.8.1.3 Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi adalah penurunan yang terjadi dari pengurangan volume tanah akibat aliran air meninggalkan daerah tertekan yang disertai oleh pengurangan kelebihan tekanan air pori (*excess pore water pressure*). Perubahan volume pada tanah berlangsung lama dan merupakan hal itu termasuk fungsi dari waktu. Perubahan volume dalam arah vertikal biasa disebut penurunan konsolidasi. (Hardiyatmo, 2014)

Penurunan konsolidasi dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e_0} \log \left( \frac{P_o + \Delta p}{P_o} \right) \quad (2.35)$$

Dimana :

$\Delta p$  = Tambahan tegangan akibat beban pada struktur pondasi

$e_0$  = Angka pori awal

$C_c$  = Indeks pemampatan

$H$  = Tebal lapisan tanah yang ditinjau

$P_o$  =  $Df\gamma$  = tekanan overburden pada dasar pondasi (KN/m<sup>2</sup>)

### 2.8.1.4 Kecepatan Penurunan Konsolidasi

Menurut Hardiyatmo (2014) Perkiraan kecepatan penurunan konsolidasi biasanya dibutuhkan untuk mengetahui seberapa cepat penurunan yang terjadi pada pondasi selama proses konsolidasi berlangsung. Hal ini perlu diperhatikan terutama

apabila penurunan bangunan diperkirakan besar. Untuk menghitung penurunan pada waktu tertentu ( $t$ ) digunakan persamaan sebagai berikut:

$$t = \frac{T_v H t^2}{C_v} \quad (2.36)$$

$$C_v = \frac{0,197 H t^2}{t50} \quad (2.37)$$

Dimana :

$T_v$  = Faktor waktu (Tabel 2.20)

$H_t$  = Panjang lintasan drainase ( $H_t = H/2$ , untuk drainase dobel dan  $H_t = H$ , untuk drainase tunggal) (cm)

$H$  = Tebal lapisan lempung yang mampat

$C_v$  = Koefisien konsolidasi pada interval tekanan tertentu ( $\text{cm}^2/\text{det}$ )

Pada Tabel 2.20 menunjukkan nilai faktor waktu ( $T_v$ ) dan persen penurunan konsolidasi ( $U$ ) rata-rata yang didasarkan pada teori konsolidasi satu dimensi Terzaghi, ditunjukkan pada tabel berikut :

**Tabel 2.20** Hubungan faktor waktu ( $T_v$ ) dan derajat konsolidasi ( $U$ )

$U\%$	$T_v$
0	0
10	0,008
20	0,031
30	0,071
40	0,126
50	0,197
60	0,287
70	0,403
80	0,567
90	0,846
100	$\infty$

Sumber : Hardiyatmo, 2014

### 2.8.1.5 Penurunan Ijin

Besarnya penurunan ijin dari suatu bangunan, tergantung dari beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut yaitu, kekakuan, fungsi bangunan, besar penurunan, kecepatan penurunan dan distribusinya. Pada Tabel 2.21 menunjukkan batas penurunan maksimum yang diusulkan oleh Showers 1962. (Hardiyatmo, 2014)



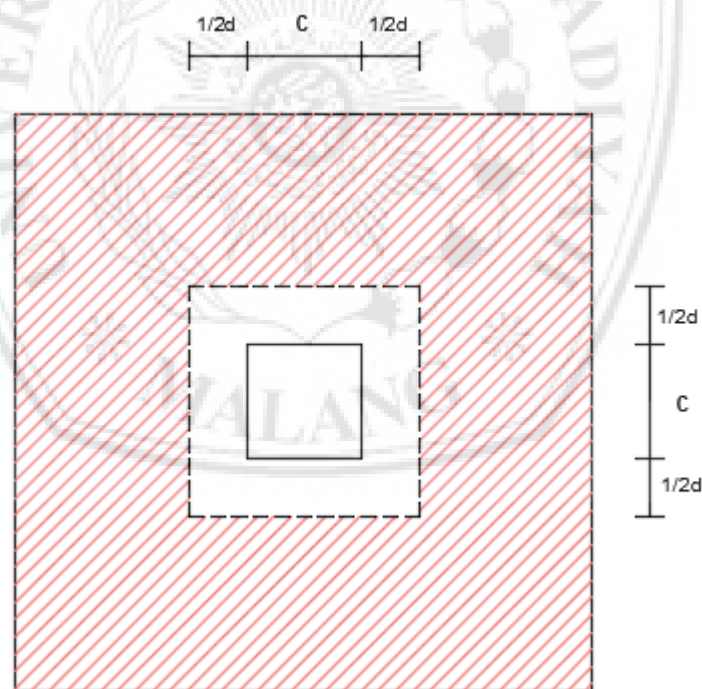
**Tabel 2.21** Batas Penurunan Maksimum (Showers 1962)

Tipe Gerakan	Faktor Pembatas	Batas Penurunan Maksimum (cm)
Penurunan Total	Drainase	15 – 30 cm
	Jalan masuk	30 – 60 cm
	Bangunan dinding bata	2,5 – 5 cm
	Bangunan Rangka	5 – 10 cm
	Pondasi rakit	8 – 30 cm

Sumber : Hardiyatmo, 2014

## 2.9 Kuat Geser Dua Arah

Analisa kuat geser dua arah dan kuat geser satu arah digunakan untuk menentukan tebal yang diperlukan oleh pondasi rakit, sehingga tegangan yang terjadi di sekeliling kolom akibat gaya geser tidak melebihi kapasitas beton pondasi rakit. Gambar gaya geser dua arah dapat dilihat pada Gambar 2.13.

**Gambar 2.13** Daerah geser aksi dua arah

Persamaan yang digunakan untuk mencari nilai kuat geser pondasi dua arah, yaitu sebagai berikut.

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2.38)$$



$$V_{c2} = 0,083 \left( \frac{\alpha d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d \quad (2.39)$$

$$V_{c3} = 0,33 \sqrt{f'c} b_o d \quad (2.40)$$

Besar gaya geser dua arah terfaktor.

$$V_u = P_u - P_{ult} (c + d)^2 \quad (2.41)$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad (\text{Kontrol gaya geser 2 arah})$$

Dimana :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling bidang kritis} \\ &= [2 \times (c + d)] + [2 \times (c + d)] \end{aligned} \quad (2.42)$$

$$\begin{aligned} \beta c &= \text{Rasio sisi panjang dan sisi pendek kolom} \\ &= \frac{h}{b} \quad ; h \text{ (sisi panjang kolom)} \\ &\quad ; b \text{ (sisi pendek kolom)} \end{aligned}$$

d = Tebal efektif dimensi pondasi rakit

P<sub>u</sub> = Beban berfaktor pada kolom

A = Luas Pondasi

## 2.10 Penulangan Pondasi Rakit

A. Direncanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (2.43)$$

Dimana:

M<sub>u</sub> = momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m) = h – 60 mm

B. Menghitung Rasio penulangan.

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{f'c}} \quad (2.44)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{f_c'}{f_y} \quad (2.45)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.46)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.47)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.48)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik :

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

Dimana:

$F_c'$  = mutu beton (MPa)

$F_y$  = mutu baja (Mpa)

$\beta_1$  = 0,85

C. Jika nilai rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dapat dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_{renc} \quad (2.49)$$

D. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ( $d_{pakai} > d_{rencana}$ )

$d_{pakai} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan.}$

## 2.11 Stabilitas Pondasi

### 2.11.1 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas geser akan didapat apabila persyaratan keamanan terpenuhi, yaitu sebagai berikut :

$$F_{gs} = \frac{\sum R h}{\sum P h} \geq 2$$

Dimana :

$\sum R h$  = Gaya Penahan Geser

$$= C A + \sum V \cdot \tan \varphi^\circ \quad (2.50)$$

$\sum V$  = Beban Vertikal Efektif

$\varphi^\circ$  = Sudut Gesek Tanah

$A$  = Luas Pondasi Rakit

$C$  = Kohesi Tanah Dasar

$\sum Ph$  = Gaya Penyebab Geser

### 2.11.2 Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas guling akan didapat apabila faktor keamanan terpenuhi, yaitu sebagai berikut :

$$F_{gl} = \frac{\sum Mw}{\sum Mgl} \geq 2$$

Dimana :

$\sum Mgl$  = Momen Penyebab Guling

$\sum Mw$  = Momen Penahan Guling

$$= W \times d \quad (2.51)$$

$W$  = Berat Sendiri Bangunan

$d$  = Jarak dari titik berat beban bangunan ke titik guling

### 2.12 Desain Akhir Pondasi Rakit

Menurut Bowles (1997), Dalam merancang pondasi rakit ada beberapa macam metode, salah satu metodenya yaitu *Convetional Rigid method*, dalam metode ini yaitu di mana pondasi rakit dibagi dalam beberapa lajur yang kemudian dibebani dengan sederetan kolom dan dilawan oleh tekanan tanah. Kemudian setiap jalur yang sudah ditentukan dianalisis sebagai telapak kombinasi. Metode ini dipakai dimana pondasi rakit sangat kaku dan pola kolomnya agak seragam. Dalam mencari berapa besar tekanan tanah yang bekerja pada dasar pondasi dapat menggunakan persamaan berikut.

$$q = \frac{\sum P + W_{rakit}}{BL} \pm \frac{\sum P e_x y}{I_x} \pm \frac{\sum P e_y x}{I_y} \quad (2.52)$$

Dimana :

$I_x$  =  $(1/12) BL^3$  = momen inersia sumbu x

$I_y$  =  $(1/12) Lb^3$  = momen inersia sumbu y

$M_x$  = momen searah sumbu x

$M_y$  = momen searah sumbu y